

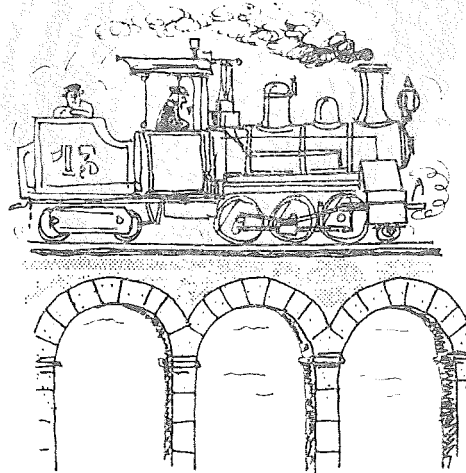
una fórmula práctica para el coeficiente de impacto en puentes de ferrocarril

ENRIQUE DE ALARCON ALVAREZ, Dr. I.C.C.P.

sinopsis

560-23

El artículo presenta un resumen de la situación actual en cuanto a la determinación de coeficientes de impacto en puentes. Los numerosos ensayos realizados en el seno de la Unión Internacional de Ferrocarriles por medio de su oficina de investigación (O.R.E.) han permitido relacionar los estudios teóricos con los resultados experimentales y establecer, para el impacto, una fórmula universal que no depende del material ni tipo estructural y sí solamente de las características dinámicas del puente.



Situación

La preocupación por la importancia del coeficiente de mayoración dinámica proviene de las primeras catástrofes en algunos puentes de ferrocarril británicos. Desde el estudio de Stokes (1847), provocado por dichos accidentes, hasta ahora, el problema se ha convertido en un tema clásico de los estudios dinámicos. Los tratados teóricos (Bresse, Inglis, Bleich, etc.) y los análisis directos (Ministry of Transport, 1918; Area, 1931 y 1948; Laboratorio de Investigaciones Ferroviarias, 1953, etc.) fueron independientes y aun antagónicos durante mucho tiempo.

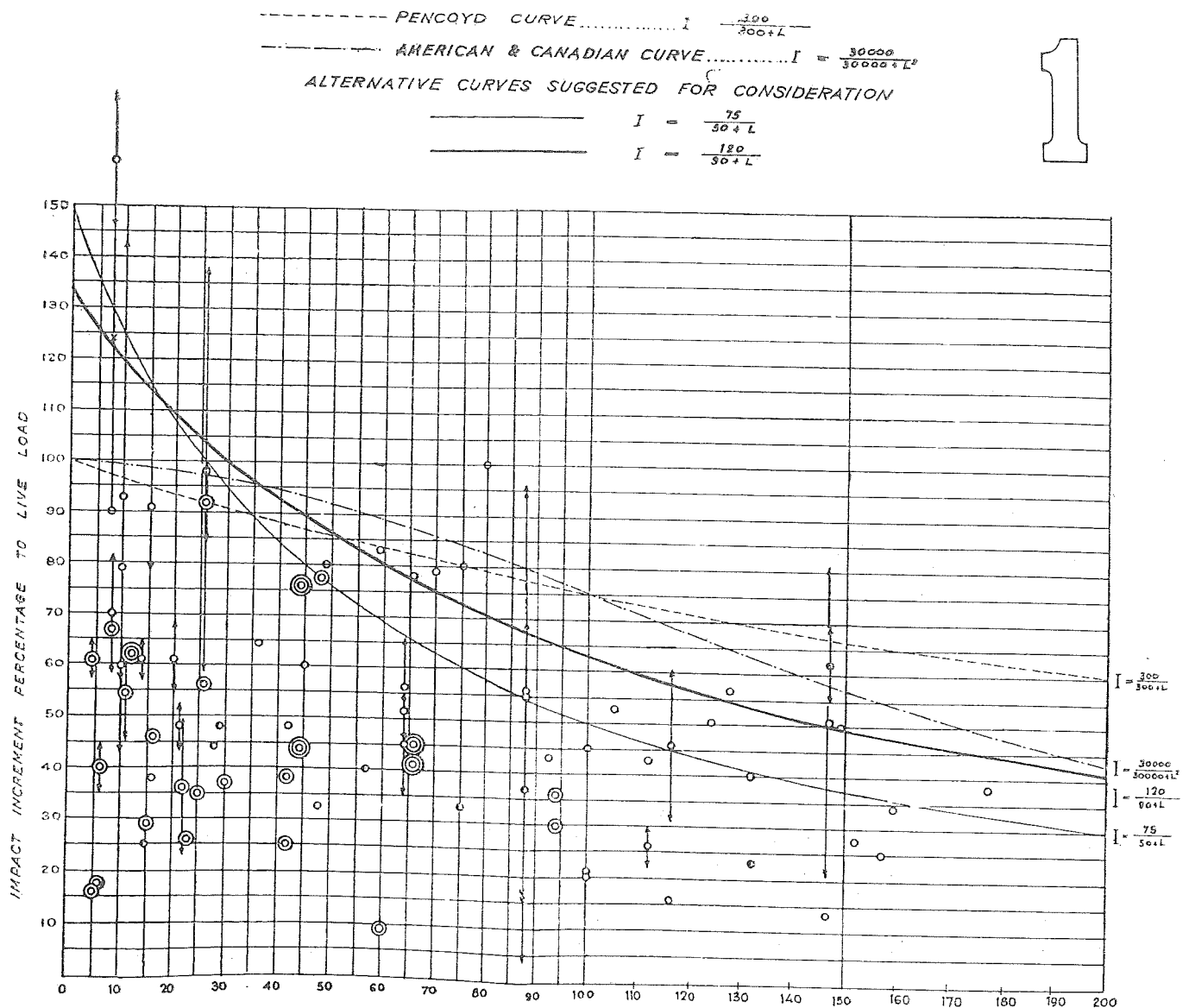
En la actualidad los estudios y ensayos de la Unión Internacional de Ferrocarriles han permitido llegar a una expresión que sintetiza toda la experiencia anterior.

La fórmula de la instrucción española

En España, durante la primera etapa de los ferrocarriles, se proyectaba de acuerdo con la normativa foránea. En algunas referencias se recomendaba un aumento del 10 % de las sobrecargas. En la instrucción de 1902 este incremento se preceptúa para tramos de hasta 20 m de luz, y en la de 1925 se aplican ya diversos coeficientes en función del vano, llegando al 140 % de aumento máximo y eliminando el efecto para luces superiores a 250 m. Se trata, realmente, de la labor de D. Domingo Mendizábal, y aparece fuertemente influida por los resultados del Ministry of Transport ya citados (fig. 1).

La fórmula española se mantenía entonces con valores más bajos que las contemporáneas del A.R.E.A. y Alemania, pero los exhaustivos estudios de Inglis y los ensayos americanos la dejaron desfasada hasta tal punto que presentaba los efeceos más fuertes frente a sus análogas europeas.

Con el fin de adecuar los resultados, el Laboratorio de Investigaciones Ferroviarias, dirigido por el Sr. Mendizábal, encargó unos ensayos en puentes reales a los Sres. Hacar y Fernán-



dez-Bollo (1953), como consecuencia de los cuales se ajustaron los valores a límites más razonables. La fórmula sigue la estructura de cuarto de elipse, tan cara a Mendizábal, y ello la deja desequilibrada respecto a la normativa extranjera; para luces inferiores a 60 m, los valores son muy superiores a los usuales, y para luces mayores los valores quedan más ajustados, aunque también entre los más altos (figs. 2 y 3).

Dada la importancia que tienen en nuestra patria las luces de menos de 100 m, se comprende la necesidad de precisar los números a tomar con todo cuidado.

La fórmula propuesta

En la fórmula que se propone intervienen los tres parámetros de que depende el coeficiente de impacto:

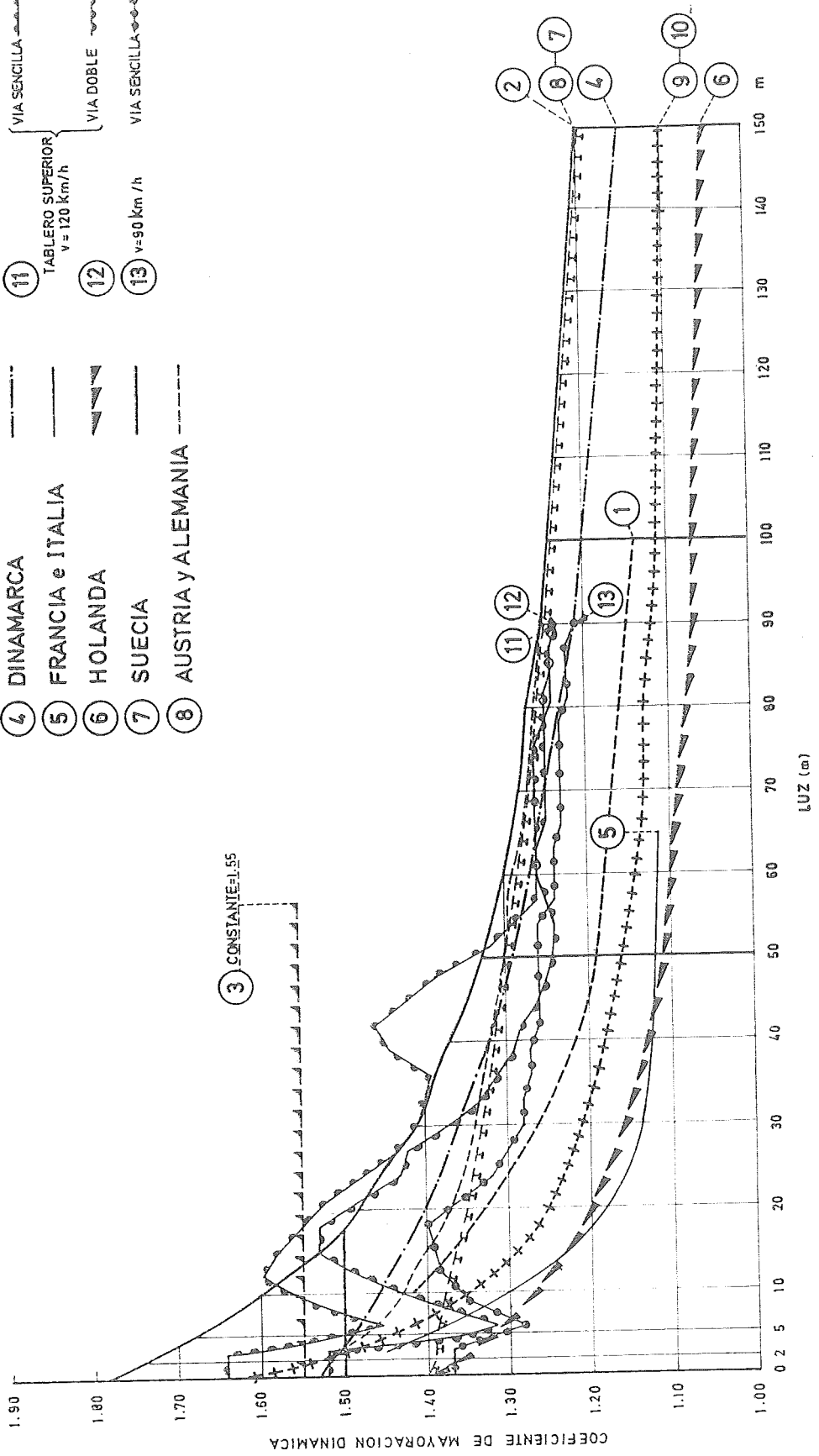
- Velocidad del paso del tren V
- Luz del elemento en estudio L
- Frecuencia de vibración del elemento cargado f

COEFICIENTE DE MAYORACION PARA ACCIONES DINAMICAS

SEGUN LAS FORMULAS ACTUALES.

PUENTES F.F.C.C. EN HORMIGON ARMADO (CON 40 cm DE BALASTO), JUNTAS DE CARRIL SUPRIMIDAS

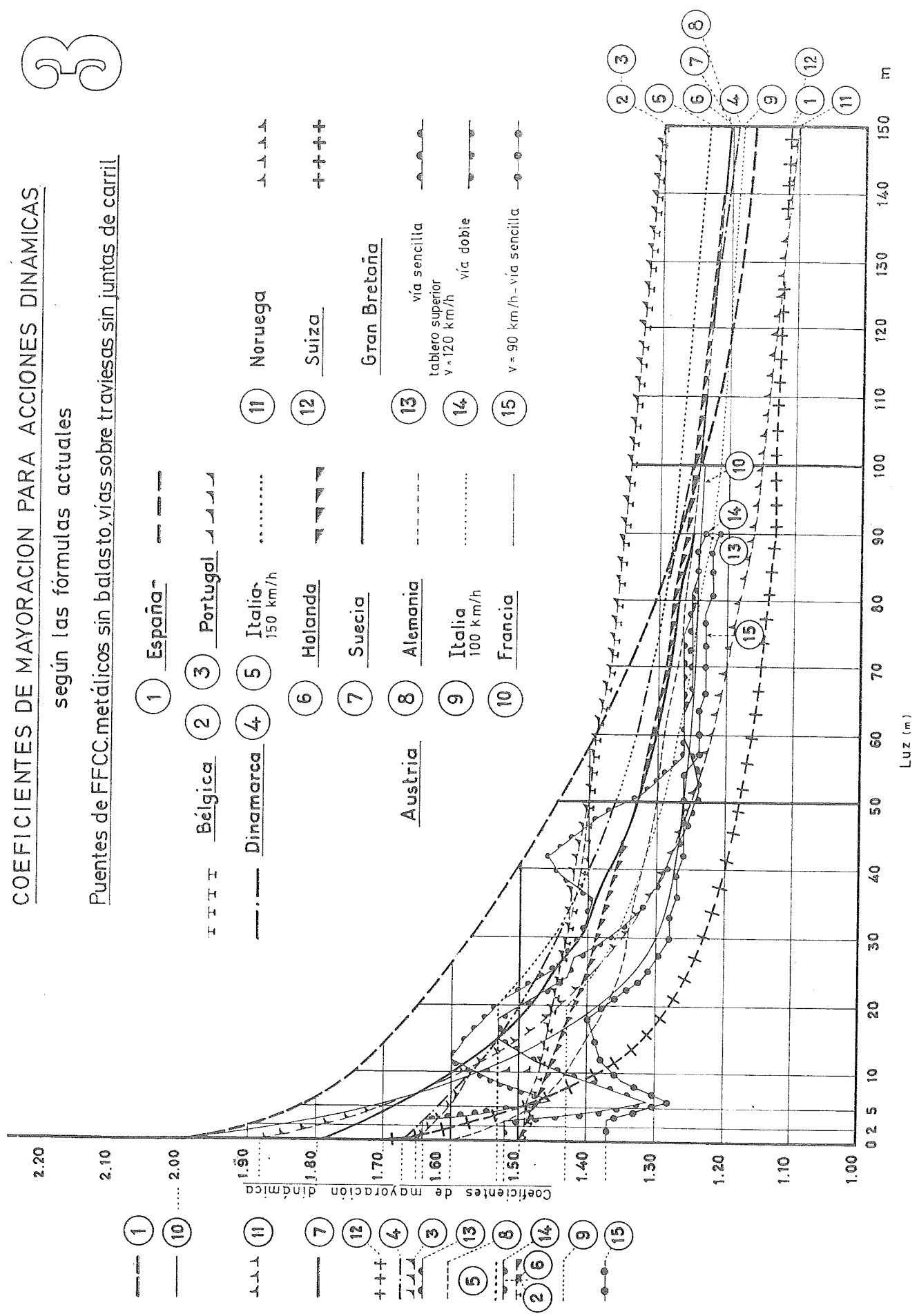
- | | |
|----------------------------|-------------------------------------|
| 1 ESPAÑA (FORMULA DE 1958) | 9 NORUEGA |
| 2 BELGICA | 10 SUIZA |
| 3 PORTUGAL | GRAN BRETAÑA |
| 4 DINAMARCA | 11 TABLERO SUPERIOR
v = 120 km/h |
| 5 FRANCIA e ITALIA | 12 VIA DOBLE |
| 6 HOLANDA | 13 VIA SENCILLA |
| 7 SUECIA | |
| 8 AUSTRIA y ALEMANIA | |



COEFICIENTES DE MAYORACION PARA ACCIONES DINAMICAS

según las fórmulas actuales

Puentes de FFCC metálicos sin balasto, vías sobre traviesas sin juntas de carril



Se ha preferido mantener todos los términos de la fórmula, que, de este modo, permite analizar una situación real.

Su fijación se ha conseguido mediante un estudio estadístico, tanto de los resultados de los ensayos como de los parámetros significativos para los mismos. De todos modos, más que representar el fenómeno físico, supone una cota inalcanzada en ensayos reales con puentes en buenas condiciones de funcionamiento.

Tradicionalmente se ha utilizado la luz como única variable independiente. Queda clara, sin embargo, la necesidad de introducir la frecuencia, característica del sistema estructural empleado, para no coartar la libertad del proyectista con soluciones estereotipadas.

Respecto a la velocidad, siempre se puede pecar por exceso y colocar un valor máximo. No obstante, dada la especialización de líneas a que se tiende, creemos interesante mantenerla y dejar al proyectista el cuidado de fijarla en cada caso. La fórmula sólo puede utilizarse hasta velocidades de 200 km/h, que han sido los máximos alcanzados en los ensayos.

Para *luces cortas* ($L \leq 6$ m), el incremento dinámico es:

$$I = 33 \times 10^{-4} V \quad (V, \text{ en km/h}); \text{ con las limitaciones: } \begin{cases} V \leq 200 \text{ km/h} ; \\ I \leq 0,65 . \end{cases}$$

La fórmula es aplicable directamente para largueros de puentes metálicos tradicionales, sea cual sea su sollicitación; respecto a las viguetas transversales, se puede rebajar el impacto obtenido en un 40 %.

Si la luz es superior a 6 m:

$$I = 0,65 \cdot \frac{K}{1 - K + K^2} ; \quad \text{con} \quad \begin{cases} K = \frac{V}{2L \cdot f} \\ V \leq 200 \text{ km/h} . \end{cases}$$

Para facilitar la aplicación se ha preparado el diagrama de doble alineación (fig. 4).

Comparación con la fórmula vigente

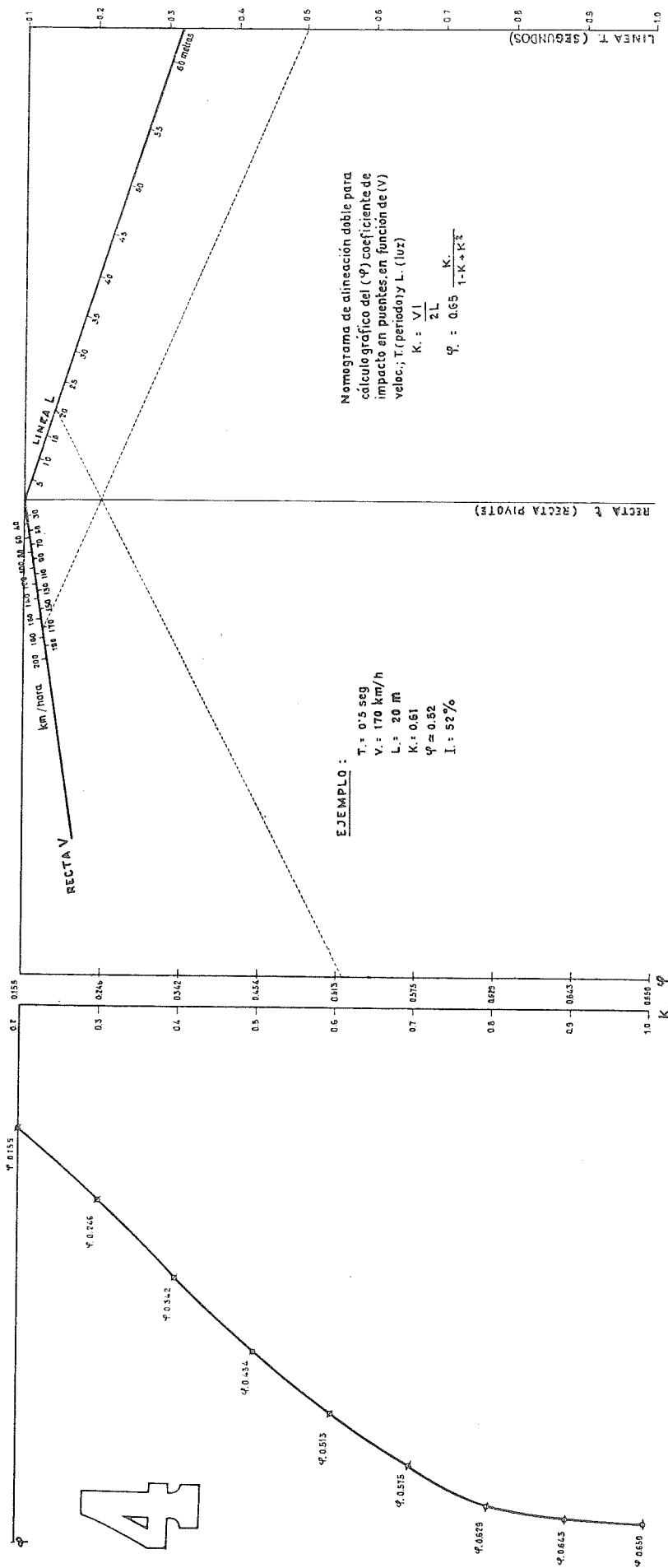
Es difícil una comparación significativa con la fórmula de la Instrucción de 1956. De hecho ésta se refiere, de modo particular, a puentes de un solo tramo simplemente apoyado. Por ello, para el análisis utilizaremos la expresión:

$$f = 1,57 \sqrt{\frac{E \cdot I}{m \cdot L^4}} ;$$

que corresponde a vigas simplemente apoyadas.

Para evaluar m admitiremos que se trata de la carga repartida equivalente que corresponde a la luz cuando trabajamos con la Instrucción española.

Para las leyes de inercias y pesos propios admitiremos las de puentes ya existentes, lo que, unido a lo anterior, influirá desfavorablemente sobre la nueva fórmula.



El cuadro comparativo 1 se refiere a puentes de hormigón armado y se ha preparado utilizando los datos de la publicación del Ministerio de Obras Públicas: «Puentes rectos de hormigón armado para ferrocarriles de vía normal», Madrid, 1963. Puesto que en el mismo aparecen recogidas las flechas estáticas, para la determinación de la frecuencia se ha utilizado la expresión:

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{\delta}} ;$$

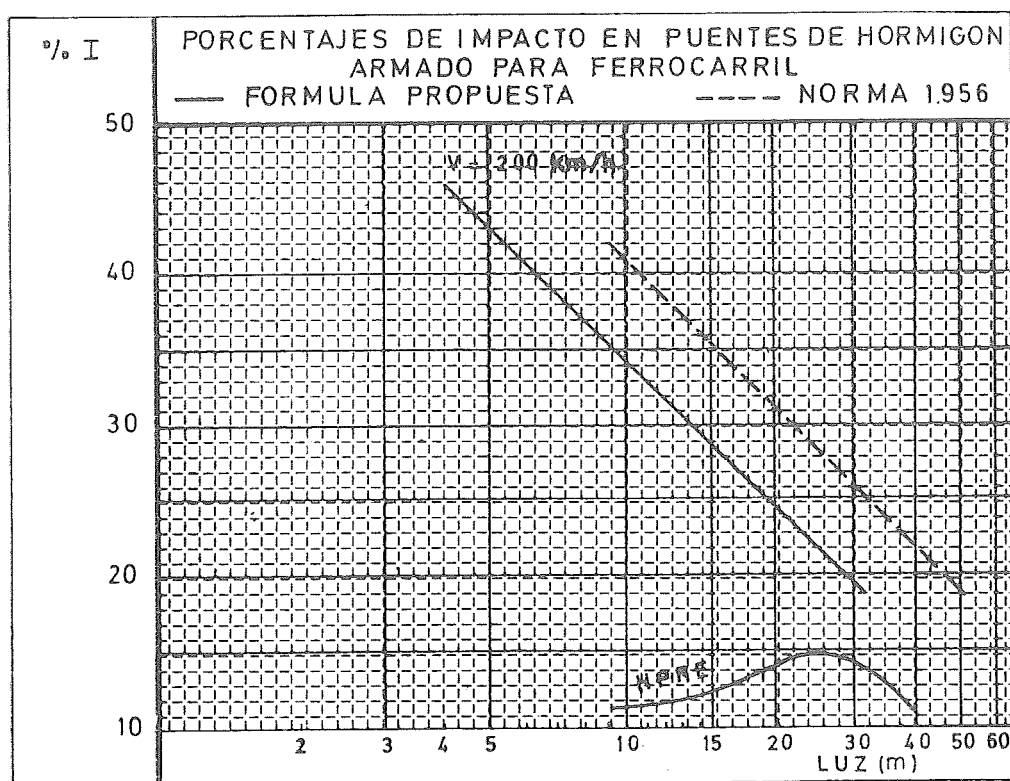
y a partir de ella los coeficientes K e I .

De modo gráfico se ha llevado el resultado a un diagrama (I , L), utilizando escala logarítmica para L , lo que transforma en rectas los resultados, observándose que la reducción es de, aproximadamente, un 12 % sobre los valores de la Instrucción de 1956 (fig. 5).

En puentes de hormigón pretensado no existe posibilidad de comparación directa con la Instrucción de 1956.

Prescindiendo de los efectos de flexión-torsión (ver 10) que debe eliminar el proyectista con un diseño cuidadoso del haz de cables, nos vamos a limitar al planteamiento de los casos comunes de un solo vano simplemente apoyado en sus extremos.

Para ello hemos recopilado datos sobre las características de puentes ya construidos, lo que nos ha permitido elaborar los cuadros de peso propio, excentricidad, esfuerzo de pretensado e inercia, que se adjuntan —con los datos se ha ajustado un polinomio de sexto grado— (figs. 6, 7, 8, 9).



El pretensado actúa como contracarga de valor constante. Para obtenerla hemos fijado el momento máximo en función del esfuerzo y la excentricidad conocidos. De este modo:

$$\frac{p_p \cdot L^2}{8} = N_p \cdot e \quad ; \quad p_{pt} = \frac{8N_p \cdot e}{L^2} .$$

La carga que consideramos a efectos de la determinación de frecuencias es:

$$p = p_{sc} + p_{pp} - p_{pt} ;$$

siendo:

p_{sc} , la debida a la sobrecarga de servicio.

p_{pp} , la debida al peso propio.

p_{pt} , la debida al esfuerzo de pretensado.

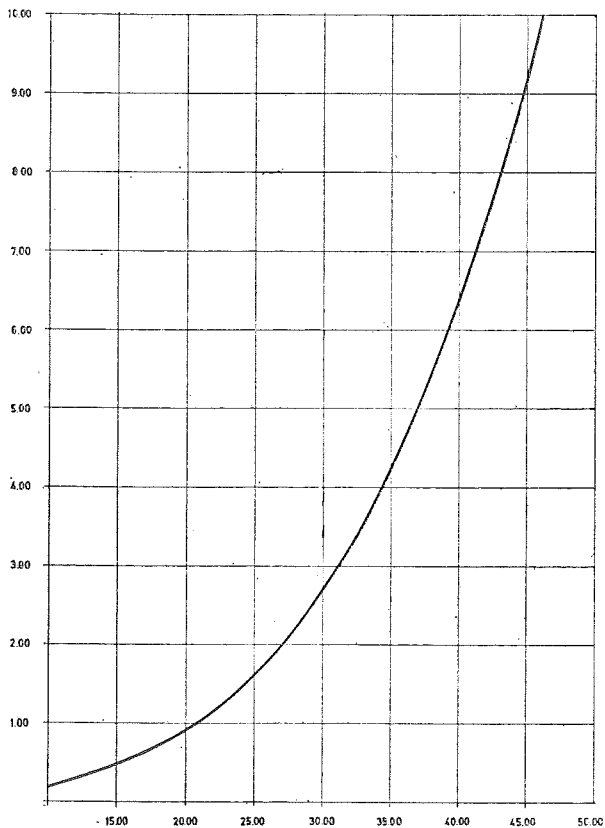
Se observa así (cuadro 2, fig. 5) que los resultados obtenidos no siguen una ley razonable de disminución de impacto con la luz, como sucedía con los puentes de hormigón armado. Ello es debido, sin duda, al proceso de elección de datos; es decir, los puentes de que hemos partido no están pensados como «colección» con características homogéneas, sino que, más bien, son individuos de una muestra estadística. Por ello los resultados deben ser interpretados como aleatorios también.

En definitiva, podemos decir que a los puentes presentados *que se construyen actualmente* les corresponde un coeficiente de impacto que oscila entre el 10 y el 15 %, en oposición al supuesto por la norma que va desde el 40 al 80 % en el mismo intervalo de luces.

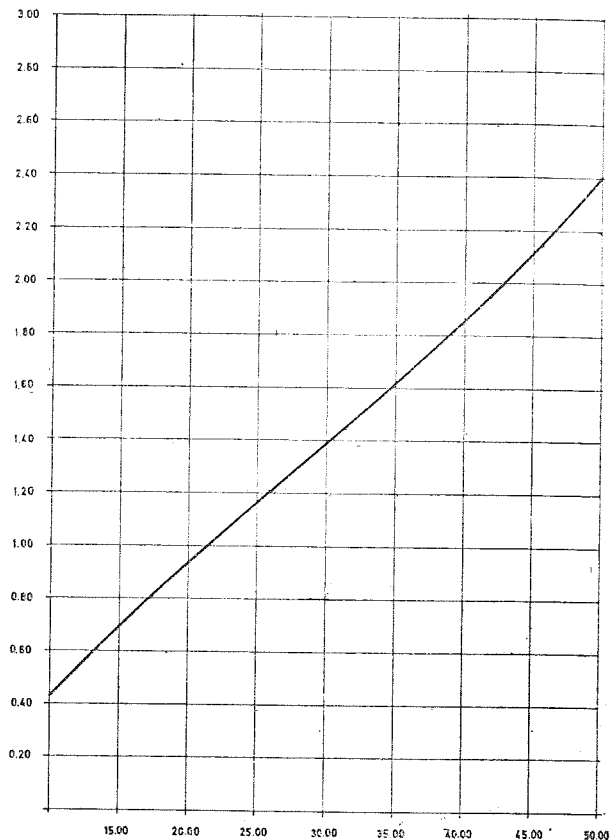
Las tremendas diferencias hay que cargarlas a la innovación tecnológica (no prevista por la Norma de 1956), que supuso el pretensado y a la libertad de formas que permite.

Conviene recalcar que los resultados se refieren a los puentes *que se construyen ahora*; al ajustar con más realismo las características resistentes, los coeficientes pueden aumentar.

Puentes Pretensados: Inercias

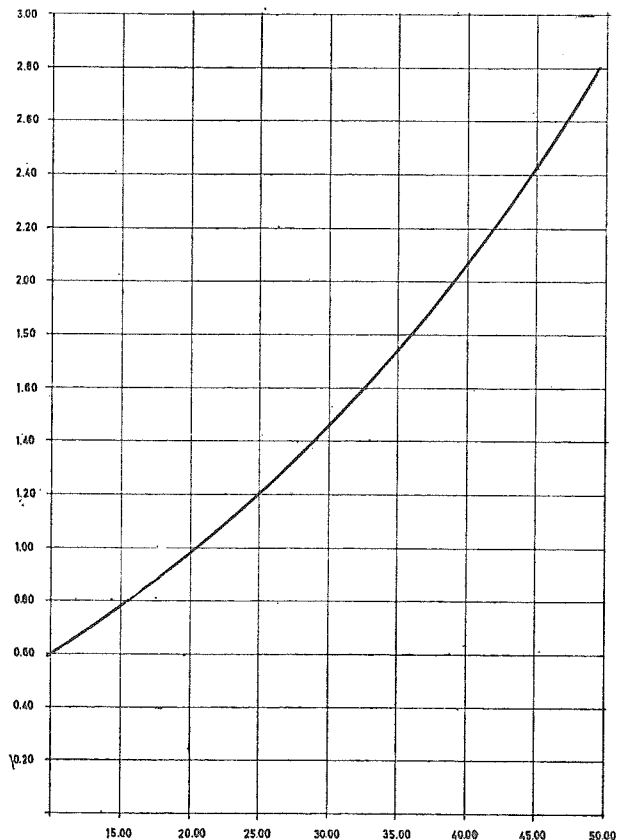


Puentes Pretensados: Esfuerzo Total N_p



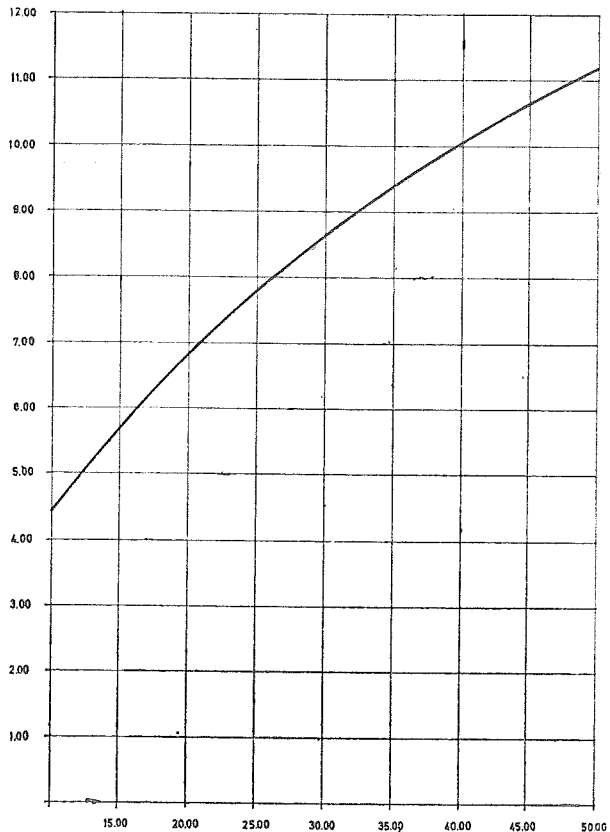
6

Puentes Pretensados: Excentricidad del Cable



8

Puentes Pretensados: Pesos Propios



9

7

En cada caso el proyectista puede, mediante la elección de una forma juiciosa, llegar al mejor resultado.

En los *puentes metálicos*, la frecuencia del puente descargado sigue la ley:

$$n \text{ (hertz)} = \frac{10^3}{4L} ; \quad (L \text{ en m}) .$$

Teniendo en cuenta que la relación pp/sc es prácticamente lineal, se ha transformado la ley anterior del modo:

$$\frac{f}{n} = \sqrt{\frac{m_{des.}}{m_{carg.}}} ;$$

comprobando con los datos existentes.

La aplicación de la fórmula conduce al estupefaciente resultado de la figura 10, que pone de manifiesto hasta qué punto los puentes actuales han quedado sobredimensionados (cuadro 3).

Al igual que sucedía con los puentes de hormigón pretensado, conviene advertir que una elección adecuada de las características resistentes y un mayor ajuste a la situación real provocará un aumento de los coeficientes a aplicar.

Con objeto de comprobar los resultados hemos utilizado la fórmula U.I.C. para puentes metálicos de 1966. Su estructura es ligeramente diferente a la anterior, pues se escribe en función de la tensión estática provocada por la carga en lugar de por la frecuencia. Es decir, da los incrementos dinámicos de tensión.

$$\Delta\sigma = \left(\frac{1.500}{L} + 100 \right) \left(\frac{\sigma_{st}}{\sigma_{st} + 125} \right) \left(\frac{1,5 V}{V + 50} \right)$$

(L en m); (σ en kp/cm^2); (V en km/h).

Haciendo $V = 200 \text{ km/h}$ y $\sigma + \Delta\sigma = 1.500 \text{ kp/cm}^2$, se obtiene la curva de la figura 11 bastante próxima a la anterior, que nos confirma nuestras conclusiones. En la figura 12 se incluye un gráfico de doble alineación para utilizarla.

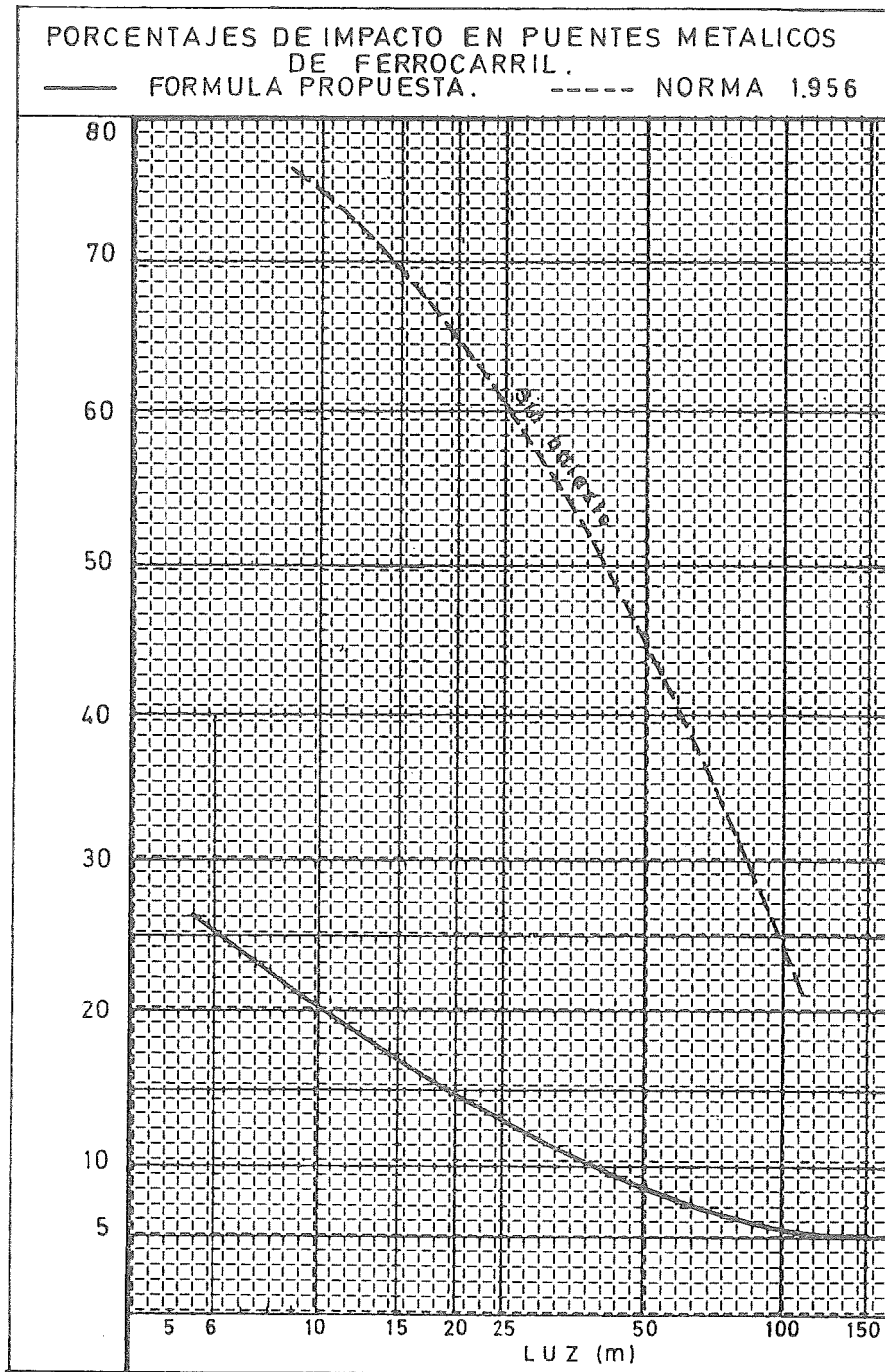
Por si fuera poco hemos representado, también, la fórmula de Bleich (fig. 13) para nuestros datos de partida, observando que el intervalo de coeficientes es el mismo que el que tratamos.

Precisamente esta concordancia entre análisis teóricos y estudios prácticos, es una de las razones que han movido a propugnar la fórmula que se presenta.

Determinación de frecuencias

El problema citado se encuentra resuelto en cualquier tratado de dinámica aplicada. No obstante, a continuación se resumen los casos más usuales:

- En la figura 14 se encuentran resumidos los casos de vigas de un solo vano con diferentes condiciones de borde.
- En los puentes de vía doble se debe tomar la mayoración correspondiente a los de vía sencilla de la misma luz y estructura constructiva.
- En las vigas continuas, gerber o pórticas, pueden emplearse los métodos de aproximaciones sucesivas. En la figura 15 están resueltos algunos casos sencillos de vigas continuas.



senoidal vertical desplazándose sobre la viga que en algunos casos podía llegar a 12 megapondios.

Este efecto y el de las juntas de carril justifican los altos valores adoptados para los coeficientes de impacto.

En la actualidad, con los nuevos tipos de tracción, no existen problemas al respecto. Sin embargo, adjuntamos un gráfico que puede utilizarse en los casos de ensayos reales si se precisa utilizar máquinas con contrapesos y se desea conocer la importancia relativa sobre el total.

Cuando la sobrecarga más desfavorable sea la puntual, un método utilizable es el de Dunkerley Southwell. Es decir, si n es la frecuencia propia del elemento en estudio y n_1, n_2, \dots, n_i son las frecuencias que corresponden a la estructura elástica (sin tener en cuenta el peso propio), cargada sucesivamente con P_1, P_2, \dots o P_i la frecuencia total es aproximadamente:

$$\left(\frac{1}{f^2}\right) = \left(\frac{1}{n^2} + \frac{1}{n_1^2} + \dots + \frac{1}{n_i^2}\right)$$

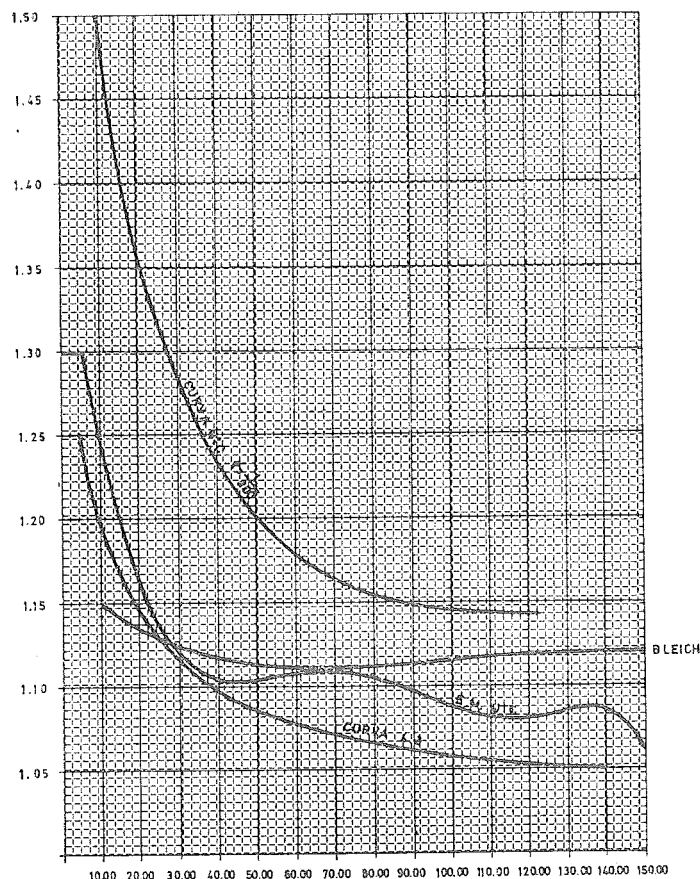
El efecto del Hammer-Blow

Con objeto de eliminar las fuerzas de inercia longitudinales que actúan sobre el chasis de la locomotora a través de los ejes, ocasionadas por el mecanismo de biela y manivela, en las máquinas de vapor se colocaban contrapesos en las ruedas.

Al moverse éstas resultaba una fuerza

La figura 16 es un resumen de los trabajos de Ronse y Desprets, contrastado con los resultados de Bleich para locomotoras de 5 ejes. Los valores que figuran en ordenadas son porcentajes de incrementos respecto al momento flector máximo. Se observa que para pequeñas luces los incrementos son del orden del 13 %, disminuyendo progresivamente con la luz.

COEFICIENTES DE IMPACTO EN PUENTES METALICOS



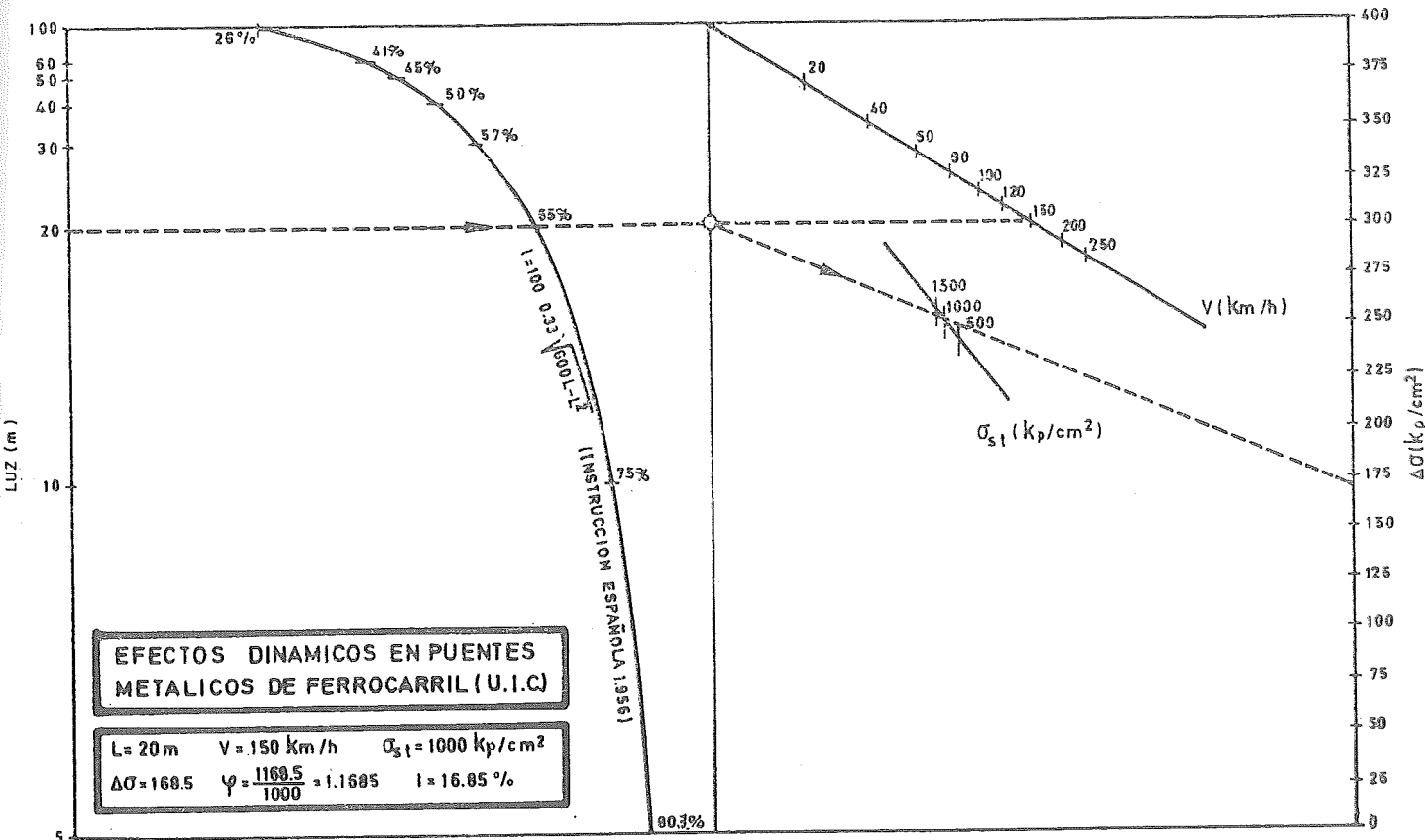
El efecto de las juntas

La presencia de calas ocasiona importantes esfuerzos también; por ello se prescribe, con carácter general, la adopción de la vía sin juntas sobre los puentes.

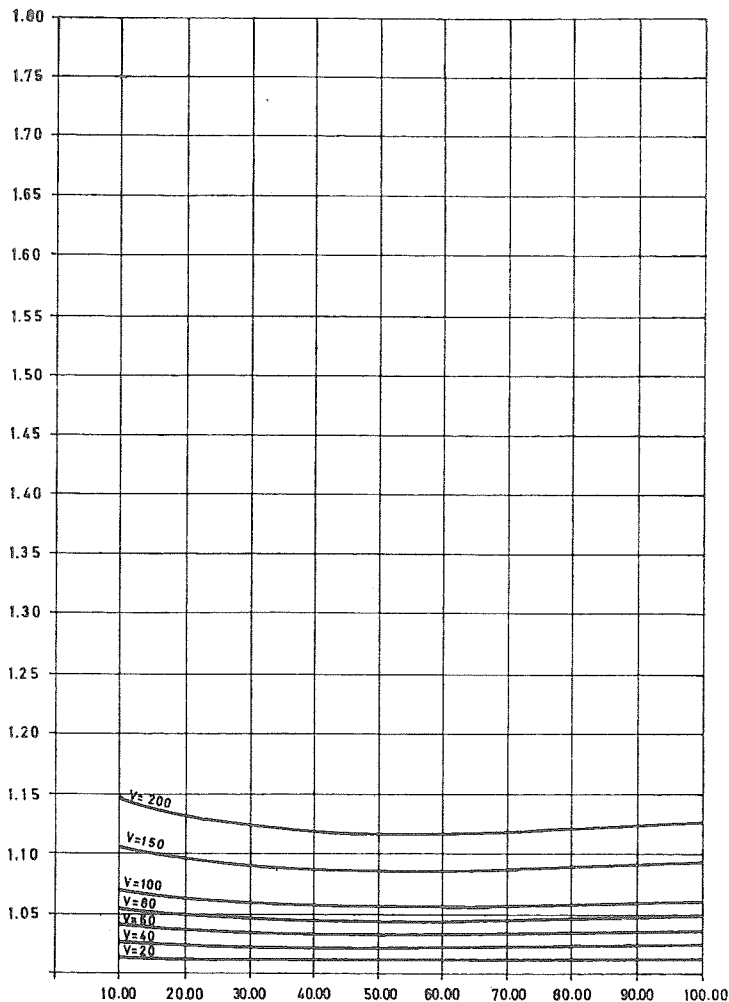
De modo análogo a lo indicado para los contrapesos, incluimos la fórmula utilizable en los casos en que no sea posible su eliminación.

12

11



13



Si D es el diámetro de la rueda, P_1 el peso del eje, y V , la velocidad de peso, el coeficiente dinámico es:

$$K = \frac{e \cdot v}{2\pi \cdot D} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{L^3 \cdot g}} \cdot \frac{\sqrt{0.4 P_0 + 0.8 P_1}}{\left(1 + \frac{2 P_0}{n \cdot P_1}\right) \left(\frac{5}{384} \cdot P_0 + \frac{1}{48} \cdot P_1\right)}$$

donde P_0 es el peso propio de la viga que recibe el impacto.

CUADRO DE FREBERG Y KEMLER

VOLADIZO					
SIMPLEMENTE SOPORTADA					
EXTREMOS EMPOTRADOS					
EXTREMOS LIBRES					
UN EXTREMO EMPOTRADO OTRO ARTICULADO					
UN EXTREMO ARTICULADO OTRO LIBRE					

$$f_n = C \sqrt{\frac{EI}{m L^4}}$$

f_n = FRECUENCIA NATURAL ($\frac{1}{s}$)
 E = MODULO DE ELASTICIDAD (kp/cm^2)
 I = MOMENTO DE INERCIA (cm^4)
 m = MASA DE LA VIGA ($kg/cm \cdot cm \cdot s^{-2}$)
 L = LONGITUD (cm)

14



$$\omega_1^2 = \frac{E \cdot I \cdot \pi^4}{m \cdot l^4}$$



$$\omega_1^2 = \frac{E \cdot I \cdot \pi^4}{m \cdot l^4}$$



$$\omega_2^2 = \frac{E \cdot I (3.92)^4}{m \cdot l^4}$$



$$\omega_2^2 = \frac{E \cdot I (3.55)^4}{m \cdot l^4}$$



$$\omega_3^2 = \frac{E \cdot I (2\pi)^4}{m \cdot l^4}$$



$$\omega_3^2 = \frac{E \cdot I (4.30)^4}{m \cdot l^4}$$



$$\omega_4^2 = \frac{E \cdot I (7.06)^4}{m \cdot l^4}$$



$$\omega_1^2 = \frac{E \cdot I \cdot \pi^4}{m \cdot l^4}$$



$$\omega_2^2 = \frac{E \cdot I (3.40)^4}{m \cdot l^4}$$



$$\omega_3^2 = \frac{E \cdot I (3.92)^4}{m \cdot l^4}$$

15

En los casos en que $P_1 \gg P_0$, la fórmula se simplifica del modo:

$$K = \frac{V \cdot e}{D} \sqrt{\frac{1}{g \cdot f_{st}^1}} ;$$

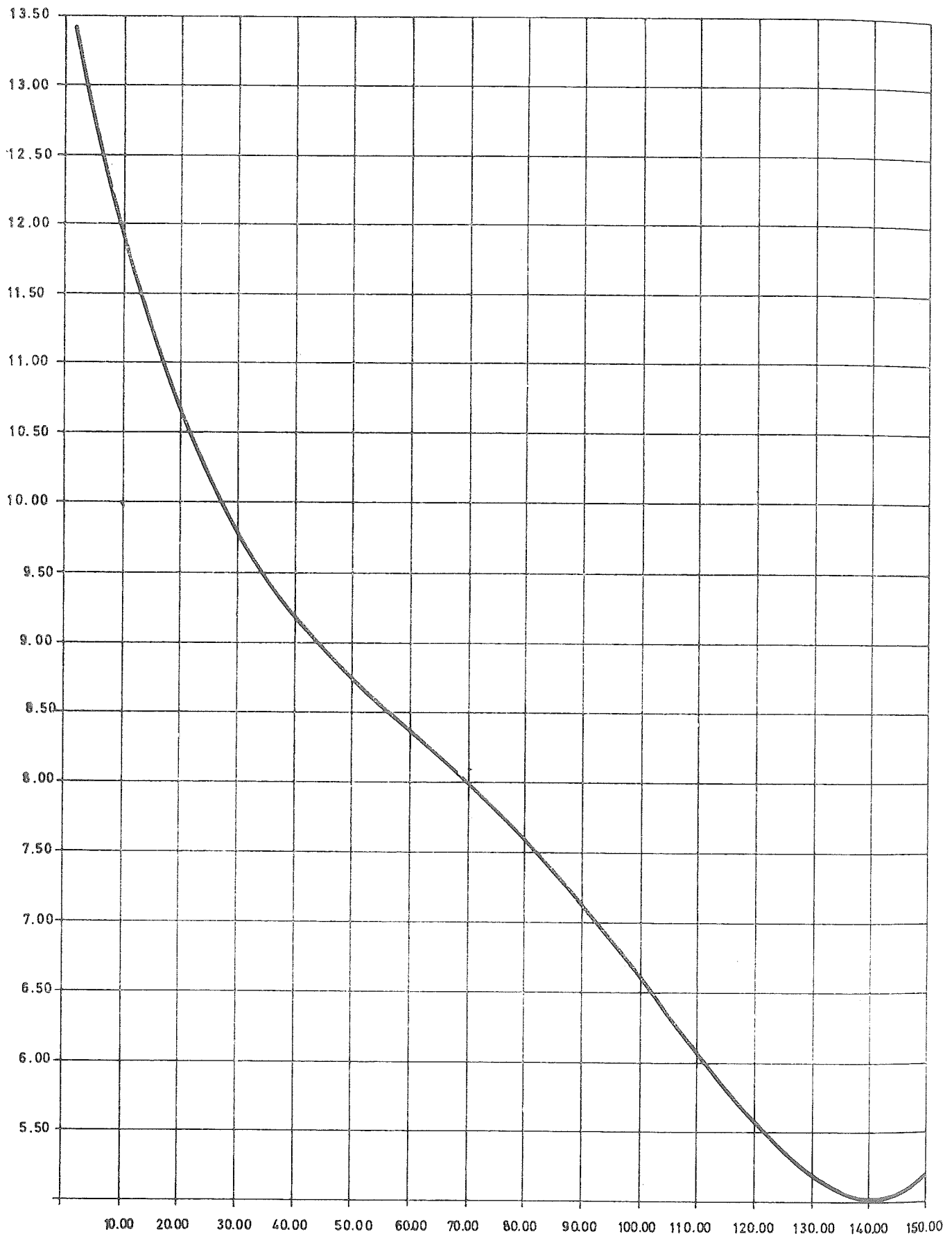
donde f_{st}^1 es la flecha estática producida por la carga P_1 .

Puentes para líneas de alta velocidad $V > 200$ km/h

En los casos citados, estrictamente hablando, no es lícita la extrapolación de las fórmulas anteriores. No obstante, conviene recordar que las solicitaciones sobre la vía dependen, principalmente, de la suspensión de la carga; en los vehículos para altas velocidades se tiende a repartirla, a mejorar la suspensión secundaria y a disminuir el peso de la carga no suspendida. Ello es consecuencia del hecho de que, con esas condiciones, se obtienen esfuerzos menores sobre la vía. Resultará una carga menos agresiva que la actual y sería irreal una mayoración excesiva. El proyectista deberá guiarse por los estudios clásicos (Bresse, Bleich, etc.), o bien analizar un modelo dinámico de la estructura, teniendo en cuenta las características especiales de las cargas que vayan a actuar.

Respecto al análisis de los nuevos sistemas de puesta de vía, creemos se deben mantener los coeficientes resultantes de la aplicación de la Norma, en tanto no se disponga de resultados experimentales directos.

PORCENTAJES DE INCREMENTO DEBIDO AL HAMMER BLOW



CUADRO 1. Puentes de hormigón armado

Luz (m)	Flecha (cm) δ	$\sqrt{\delta}$	Frecuencia $\frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{\delta}} = \frac{5}{\sqrt{\delta}}$	$k = \frac{V}{2L \cdot f} = \frac{28}{L \cdot f}$ 200 km/h Lf $K=28/Lf$	$1 + K^2$	$1 + K^2 - K$	$0,65 K$	I
20	1,2	1,09	4,5	90 0,31	1,096	0,786	0,201	0,25
18	1,07	1,03	4,8	87 0,32	1,1024	0,782	0,208	0,26
16	0,96	0,98	5,1	81,6 0,34	1,1156	0,775	0,221	0,28
15	0,91	0,95	5,26	78,9 0,36	1,1296	0,769	0,234	0,30
14	0,84	0,91	5,4	75,6 0,37	1,1369	0,766	0,240	0,313
13	0,74	0,86	5,8	75,4 0,371	1,1376	0,766	0,241	0,314
12	0,66	0,81	6,1	73,2 0,38	1,1444	0,764	0,247	0,323
11	0,61	0,78	6,4	70,4 0,39	1,1521	0,762	0,253	0,33
10	0,56	0,75	6,66	66,6 0,42	1,1764	0,756	0,273	0,36
9	0,49	0,7	7,14	64,2 0,43	1,1849	0,754	0,279	0,37
8	0,44	0,66	7,57	60,5 0,46	1,2116	0,751	0,299	0,39
7	0,39	0,62	8,06	56,4 0,49	1,2401	0,750	0,318	0,42
6	0,27	0,52	9,61	57,6 0,486	1,2361	0,75	0,315	0,42
5	0,20	0,45	11,1	55,5 0,50	1,25	0,75	0,325	0,43

CUADRO 2. Puentes pretensados

L	Σp	$8N_p \cdot e/L^2$	$M \left(\frac{\Sigma p - p_p \cdot t}{g} \right)$	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$f=1,57 \sqrt{\frac{E \cdot I}{m \cdot L^4}}$	$L \cdot f$	$K=\frac{28}{L \cdot f}$	I
10	23,3	20,5	285	0,2	18,6	186	0,15	0,11
15	23,3	19	438,7	0,5	10,5	157,5	0,17	0,12
20	23,5	18	561	0,9	7	140	0,20	0,15
25	23,9	17,8	622	1,6	5,71	142,7	0,196	0,15
30	24,2	17,6	673	2,6	4,86	145,8	0,192	0,14
35	24,6	19	571	4,2	4,89	171,1	0,163	0,12
40	25	19	612	6,25	4,61	184,4	0,151	0,11

CUADRO 3. Puentes metálicos

L	f	$L \cdot f$	$K = \frac{23}{L \cdot f}$	$1 + K^2$	$1 + K^2 - K$	$0,65 K$	I
6	15	90	0,31	1,096	0,786	0,20	0,25
10	11	110	0,25	1,062	0,812	0,16	0,19
15	8	120	0,23	1,052	0,822	0,14	0,17
20	7	140	0,20	1,040	0,84	0,13	0,15
25	6	150	0,18	1,032	0,842	0,11	0,13
50	3,8	190	0,14	1,019	0,879	0,09	0,10
100	2,4	240	0,116	1,013	0,897	0,07	0,07
150	1,9	285	0,09	1,008	0,918	0,05	0,05

Bibliografía

1. STOKES: *Mathematical and Physical Papers*. Cambridge, vol. 2, pág. 179.
2. FRYBA: *Vibration of a beam under the action of a moving mass system*. «Acta Tech. Academ. Scient. Hungaric», 55 núm. 4 (1966).
3. BLEICH: *Theorie und berechnung der eisernen brücken*.
4. MENDIZÁBAL: *Evolución de los tramos metálicos en España*. «R.O.P.», número del centenario (1953).
5. MENDIZÁBAL: *Estudio y construcción de tramos metálicos* (1928).
6. INGLIS: *A mathematical treatise on vibrations in railway bridges*. Cambridge (1936).
7. UIC-ORE: *Question D. 23* (1963).
8. HACAR y ALARCÓN: *Elementos de dinámica aplicada a las estructuras* (1971).
9. RAITHEL: *La dinámica dei sistemi solidali*. «Giornale del Genio Civile», V, 90 (1952).
10. COMO y GRECO: *Comportamiento dinámico de vigas pretensadas de sección esbelta*. «Giornale del Genio Civile» (enero 1968).

résumé

Une formule pratique pour le coefficient de choc pour les ponts de chemin de fer

Enrique de Alarcón Alvarez, Dr. I.C.C.P.

Dans cet article, l'auteur fait le point des efforts visant à la détermination de coefficients de choc pour les ponts de chemin de fer. Les nombreux essais réalisés, au sein de l'Union Internationale des Chemins de Fer, par son bureau de recherche (O.R.E.), ont permis de comparer les études théoriques avec les résultats expérimentaux et d'établir, pour le choc, une formule universelle qui ne dépend ni du matériau ni du type structural, mais, seulement, des caractéristiques dynamiques du pont.

summary

A practical formula for the impact coefficient in Railroad Bridges

Enrique de Alarcón Alvarez, Dr. I.C.C.P.

The article presents a summary of the present situation regarding the determination of impact coefficients in bridges. The numerous tests carried out in the International Railroad Union by means of its investigation office (O.R.E.) have made it possible to relate the theoretical studies to the experimental results and to establish, for the impact, a universal formula that does not depend on the material or the structural type, but rather, solely on the dynamic characteristics of the bridge.

zusammenfassung

Eine praktische Formel für den Stosskoeffizienten bei Eisenbahnbrücken

Dr. Enrique de Alarcón Alvarez (I.C.C.P.)

Der Artikel gibt eine Zusammenfassung der augenblicklichen Situation bezüglich der Bestimmung des Stosskoeffizienten bei Brücken. Die zahlreichen Versuche, die der Internationale Eisenbahnverband in seinem Forschungsbüro (O.R.E.) durchgeführt hat, haben es ermöglicht, die theoretischen Untersuchungen mit den experimentellen Ergebnissen in Verbindung zu bringen und für den Stoss eine Universalformel aufzustellen, die weder vom Material noch vom Bautyp abhängig ist, sondern nur von den dynamischen Eigenschaften der Brücke.